

횡월류형 강변저류지를 포함하는 하천수계에 대한 수리학적 계산모형

Computational Model for Flow in River Systems Including Storage Pockets with Side Weirs

전 경 수* / 김 진 수** / 김 원*** / 윤 병 만****

Jun, Kyung Soo / Kim, Jin Soo / Kim, Won / Yoon, Byung Man

Abstract

A quasi-two-dimensional unsteady flow model was developed for simulating the flow in a river system including artificial storage pockets with side weirs. It is a multiply-connected network which combines channels and storage pockets. The channel flow is described by the one-dimensional Saint Venant equations, and the weir overflow flow by the cell continuity and stage-discharge relations. The model was applied to the Imjin river system including six artificial storage pockets. Design flood peak reduction due to storage pockets is not sensitive to the side weir discharge coefficient. Storage pockets downstream are less effective than upstream ones in reducing peak stage as the backwater effect becomes more dominant. Simulated flood control effect is highly sensitive to the roughness coefficient. The uncertainty due to the roughness coefficient increases as the weir crest elevation gets higher. Because the best design alternative varies with the roughness coefficient, proper estimation of it is essential to the design of side weirs. Moreover, uncertainty of the estimation needs to be considered in the design process.

Keywords : artificial storage pocket, side weir, unsteady flow model, Imjin River

요 지

횡월류식 강변저류지를 포함하는 하천수계의 흐름 모의를 위한 준2차원 부정류 계산모형을 수립하였다. 수립된 모형은 횡월류 흐름에 대해서는 수량보존에 관한 연속방정식 및 월류형 수위-유량 관계식을, 하도에 대해서는 1차원 St. Venant 방정식을 각각 지배방정식으로 하여 흐름을 모의하는 폐합형 계산모형이다. 수립된 모형을 현재 계획 중인 군남 홍수조절지부터 한강 합류 지점까지의 임진강 구간에 대하여 적용하였다. 횡월류 위어의 유량계수에 대한 민감도 분석 결과, 최대유량 및 수위의 저감효과는 유량계수에 관계없이 거의 일정한 것으로 나타났다. 수계 하류 측에 위치한 강변저류지일수록 배수영향이 커지므로 침투 홍수위의 감소효과는 줄어드는 것으로 모의되었다. 강변저류지의 홍수저감 효과는 조도계수에 따라 크게 달라지며 횡월류 위어의 정부표고가 높을수록 조도계수에 따른 홍수조

* 교신저자, 성균관대학교 사회환경시스템공학과 교수

Corresponding Author, Prof., Dept. of Civil and Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ., Suwon 440-746, Korea
(e-mail: ksjun@skku.edu)

** 성균관대학교 사회환경시스템공학과 대학원 박사과정

Graduate Res. Asst., Dept. of Civil and Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ., Suwon 440-746, Korea

*** 한국건설기술연구원 수자원연구부 수석연구원

Research Fellow, Water Resources Research. Dept., KICT, Koyang 411-712, Korea

**** 명지대학교 토목환경공학과 교수

Prof., Dept. of Civil and Envir. Engrg., Myongji Univ., Yongin 449-728, Korea

절 효과의 불확실성이 커지는 것을 알 수 있었다. 강변저류지의 설계를 위해서는 조도계수의 적절한 추정과정이 선행되어야 함은 물론이고, 추정된 조도계수의 불확실성을 감안하여 월류류 위어의 정부표고를 결정하기 위한 방법의 개발이 필요할 것으로 판단된다.

핵심용어 : 강변저류지, 월류류 위어, 부정류 계산모형, 임진강

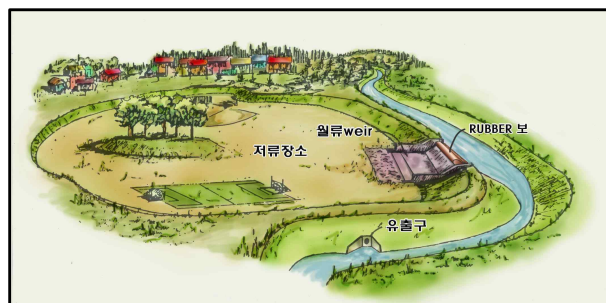
1. 서론

우리나라에서 발생하는 자연재해 중 가장 큰 피해를 주는 것은 홍수이다. 홍수피해의 경감을 위한 투자가 지속적으로 이루어지고 있지만, 제방 및 댐 건설, 하천 개수 등 구조적인 대책들에 의존하고 있다. 이와 같이 하천 수로 내에서 홍수를 관리하는 방법들은 댐 파괴 또는 기상 이변 등에 의하여 발생할 수 있는 극한 홍수 재해에 취약한 한계성을 지니고 있다. 또한 1992년 환경과 개발에 관한 리오 회합에서 '지속 가능한 발전'이라는 개념이 도입된 이후, 홍수관리의 패러다임이 변화하고 있는 것이 세계적인 추세이다. 우리나라에서도 이러한 세계적인 경향 속에서 환경보존을 고려한 치수문제가 제기되어 왔으며, 하천 내에서 홍수를 관리하고자 하는 기존의 선적인 치수대책은 유역통합적인 평면적 홍수관리 대책으로의 변화가 불가피한 실정이다.

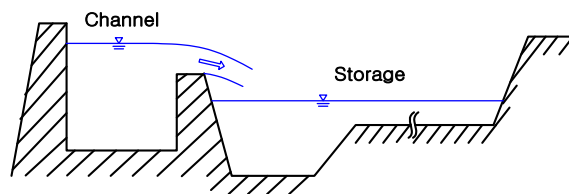
이러한 맥락에서 최근 유역종합 치수계획 등에서 친환경적 홍수조절 방안의 하나로 적극적으로 검토되고 있는 것으로서(현대엔지니어링, 2005) 강변저류지(storage pocket)를 들 수 있다. 강변저류지는 하천 변에 위치한 저류공간으로서 홍수 시에 침수되어 하천 홍수량의 일부를 저류함으로써 홍수량과 홍수위를 감소시켜 피해를 어느 정도 경감시키는 기능을 하게 된다. 유역종합 치수계획에서 검토되고 있는 강변저류지는 하천변 제내지에 일정 공간을 확보, 제방의 일부 구간에 월류제를 설치하여 일정규모 이상의 홍수시 저류지로 월류시키고 홍수가 종료되면 저류지의 물을 수문 등을 통해서 하천으로 배제시키는 방식으로 홍수량을 저감하는 인공적인

치수시설물이다(Fig. 1 참조).

강변저류지는 홍수량을 일시적으로 저류함으로써 하류의 홍수량과 홍수위를 경감시킨다는 면에서는 댐과 유사한 측면이 있는 반면, Table 1에 요약된 바와 같이 많은 차이점을 갖고 있다. 강변저류지의 경우 대부분 유입부에 수문 등 유입량 조절 장치가 설치되지 않고 제방의 일부분만 낮추어서 홍수를 유입시키기 때문에 월류류의 높이와 홍수시 발생하는 수위에 의해 유입량이 결정된다. 강변저류지의 경우 대부분 강제 배수시설을 설치하지 않고 수문에 의한 자연배제를 하기 때문에 한번 저류지가 차게 되면 홍수가 완전히 종료되기 이전에는 저류지로서의 역할을 할 수 없게 된다. 수문에 의해 방류량이 조절되는 댐의 경우에는 연속적으로 방류량을 조절할 수 있기 때문에 장시간의 홍수에도 대응할 수 있지만 강변저류지의 경우 연속적인 홍수에 대응할 수 없는 한계를 지닌다. 또한 댐의 경우 방류량의 조절에 의해 댐의 저류 공간 이상의 유입이 가능한 반면, 강변저류지의 경우 저류공간 이상의 유입이 불가능하다. 강변저류지의 경우 대부분 하천변의 공간을 이용하기 때문에 댐과는 달리 대규모로 설치하는 것이 사실상 어려워 소규모에 한정될 수밖에 없다. 소규모 강변저류지의 경우, 하천의 규모가 크게 되면 상대적으로 거의 효과를 거둘 수 없는 한계가 있다. 따라서 대하천의 경우에는 대규모의 강변저류지가 필요한데, 우리나라의 경우 대부분 하천변에 대규모 공간을 확보하는 것이 현실적으로 쉽지 않은 실정이다. 그 외에도 강변저류지의 경우 여러 개를 설치하더라도 연계운영이 사실상 어렵다는 점도 댐과의 차이점이라 할 수 있다.



(a) Plan view (Hyundai Engrg. Co.)



(b) Cross section

Fig. 1. Definition Sketch for Artificial Storage Pockets

Table 1. Comparison of the Storage Pocket with the Dam

	Dam	Storage pocket
Inflow	Unconditional	Conditional
Outflow	Controllable	Uncontrollable
Scale	Large	Small

이러한 횡월류식 강변저류지가 위치할 하천 지점에서의 설계대상 홍수수문곡선이 주어진다면, 침투 홍수량을 저감시키는 방향으로 저류지를 설계하는 것이 바람직하다. 이를 위해서는 하도 유량이 어느 정도의 값 이상이 되어야 저류지로의 월류가 발생하도록 횡월류 위어의 정부 표고를 결정하여야 한다. 이와 같이 횡월류 위어의 정부 표고를 결정하기 위해서는 조절 대상 홍수량에 해당하는 하천수위에 관한 정보가 요구된다. 설계홍수에 대한 하도 수위수문곡선은 부정류 계산모형에 의하여 모의될 수 있으나, 조도계수에 따른 불확실성이 수반된다. 따라서 특정한 설계홍수 수문곡선에 전적으로 의존하여 최적의 정부표고를 설계하는 것은 사실상 어려우며, 불확실성을 고려한 다양한 경우에 대한 치수효과 분석으로부터 결정될 수 있을 것이다. 저류지의 규모 및 횡월류 위어의 설계조건에 따른 홍수조절 효과의 분석을 위해서는 저류지와 하도구간에서의 시간에 따른 유량 및 수위의 변화를 모의할 수 있는 계산모형이 필수적으로 요구된다. 그러나 강변저류지 및 횡월류 위어의 규모에 따른 홍수조절 효과의 분석 및 이러한 분석에 기초한 설계변수의 결정과정에 대해서는 충분한 연구가 수행되지 않고 있는 실정이다(김덕길 등, 2008; 안태진 등, 2008).

본 연구는 횡월류형 강변저류지를 포함하는 하천구간에 대한 수리학적 계산모형을 수립하고, 이를 임진강 수계에 적용하여 계획 검토 중인 강변저류지들의 치수효과를 분석하고자 수행되었다. 또한 조도계수에 대한 민감도를 분석함으로써 조도계수에 따른 치수효과 불확실성의 정도를 살펴보았다.

2. 계산모형

자연형 저류지를 포함하는 하천구간의 흐름에 대해서는 저류지와 인접 하도지점에서의 등수위 조건 및 유량에 관한 연속방정식을 적용, 저류지를 하도에 대한 부정류 계산모형의 내부 경계조건의 하나로 취급하여 계산을 수행할 수 있다(전경수, 2006). 그러나 횡월류형 인공 저류지의 경우에는 저류지와 하도 간의 등수위 조

건을 적용할 수 없기 때문에 횡월류 위어가 없는 자연형 저류지의 경우와는 다르며, 홍수터를 포함하는 폐합형 수계에 관한 준 2차원 계산모형(Cunge, 1975)을 적용하여 모의를 수행할 수 있다.

2.1 계산망의 구성

하도 및 저류지 결합모형의 계산망은 절점(node), 수로(link) 및 계산점(computational point)으로 구성된다(Fig. 2 참조). 절점은 저류지와 하천(수계)의 외부 및 내부 경계, 즉 상류단과 하류단, 저류지로의 범람(가능) 지점에 위치한다. 또한 흐름의 분기점 및 합류점, 댐이나 수중보 등 하도 상에 위치한 월류 구조물의 직상류 및 직하류에도 절점이 위치하도록 한다. 각 절점은 인접한 절점들과 수로로 연결된다. 수로는 하천수로 및 하도와 저류지의 연결수로(이하 횡월류수로라 칭함)로

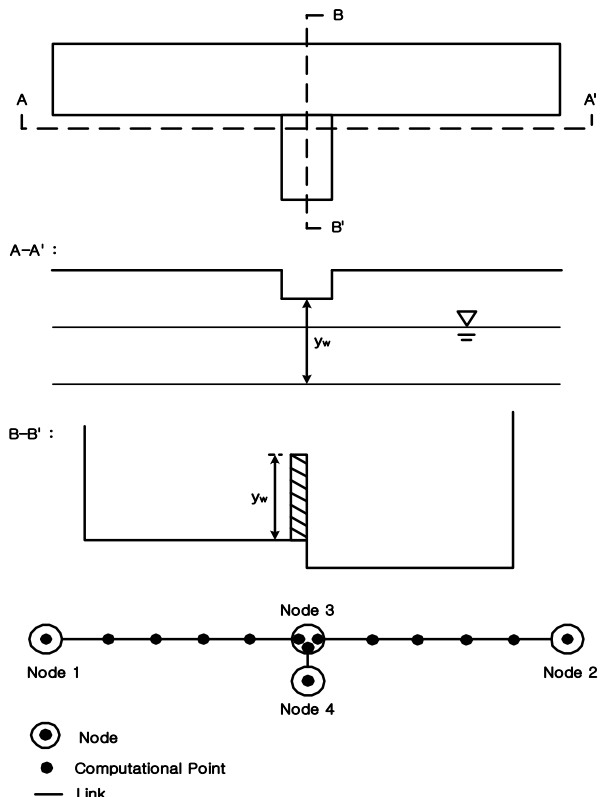


Fig. 2. Topological Schematization of Channel and Storage Pocket

분류할 수 있다. 즉, 수로양단의 절점이 모두 하도 상에 위치하면 하천수로가 되며, 저류지 절점과 하도 상의 절점을 연결하는 수로는 횡월류 수로에 해당한다. 수로의 양단 및 수로 상에는 계산점이 위치한다. 횡월류 수로의 경우에는 수로 양단에 각각 한 개씩 두 개의 계산점만이 위치한다. 하천수로의 경우에는 수로 양단에 한 개씩 최소 두개의 계산점을 포함하여 임의수의 계산점을 수로 상에 둘 수 있다. 하천수계 내 각 지점 및 저류지에 대한 부정류 계산, 즉 수위와 유량의 계산은 이들 계산점에 대하여 수행된다.

2.2 절점 지배방정식

절점 i 에 대한 연속방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_i \frac{dy_i}{dt} = \sum_{k=1}^{L(i)} Q_{i,k} + Q_{ext}(i,t), \quad i = 1, \dots, M \quad (1)$$

여기서 t 는 시간을, M 은 절점의 총수를, $L(i)$ 는 절점 i 에 연결된 수로의 총수를 각각 나타낸다. y_i 는 절점 i 에서의 수위를 나타내며, $Q_{i,k}$ 는 절점 i 와 인접절점 k 간의 유출입 유량으로서 절점 i 로 유입되는 경우에 양의 값을 갖는다. $Q_{ext}(i,t)$ 는 본류절점에 대한, 지천 유입량, 상류단 경계에서의 유입량 등 기지의 외부 유출입량으로서 유입량일 경우 양의 값을 갖는다. S_i 는 저류지 i 의 수표면적(하도 상의 절점에 대해서는 영의 값이 부여됨)으로서 y_i 의 함수이다. 따라서 저류지 절점 i 에 대한 Eq. (1)은 하천으로부터 저류지로의 유입량/유출량이 저류지 내 수량의 증가량/감소량과 같음을 의미한다.

절점에서의 에너지방정식으로는 다음과 같이 등수위 조건식을 적용한다.

$$y_{i,k} = y_i, \quad k = 1, \dots, L(i), \quad i = 1, \dots, M \quad (2)$$

여기서 $y_{i,k}$ 는 절점 i 와 k 의 연결수로의 절점 i 측 끝단 계산점에서의 수위를 나타낸다.

2.3 수로 지배방정식

하천수로 흐름에 대한 지배방정식은 1차원 부정류에 관한 연속방정식 및 운동량방정식인 다음 Eqs. (3), (4)를 Preissmann의 4점 음해법(Liggett and Cunge, 1975; Cunge *et al.*, 1980)에 의하여 차분화한 유한차분식들로 구성된다.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA \frac{Q|Q|}{K^2} = 0 \quad (4)$$

여기서 $Q = Q(x,t)$ 및 $y = y(x,t)$ 는 각각 유량과 수위를 나타내며, A 와 K 는 흐름단면적과 통수능으로서 각각 y 의 함수이다. α 는 운동량 보정계수, g 는 중력가속도이며, x 는 흐름방향 위치를 나타낸다. 차분식의 구체적인 형태는 Liggett and Cunge (1975)에 상세히 기술되어 있다.

절점 i 와 k 를 연결하는 횡월류수로에 관한 연속방정식은 다음과 같다.

$$Q_1 = Q_2 = Q_{i,k} \quad (5)$$

여기서 첨자 1과 2는 수로 양끝단의 두 계산점을 나타내는 첨자이다. 하천수로에 대한 운동량방정식에 대응하는 유량관계식은 수중웨이형 또는 자유월류형 흐름으로 구분되어 각각 다음 Eq. (6a) 또는 (6b)로서 주어진다.

$$|Q_{i,k}| = \mu_s b \sqrt{2g} (y_u - y_d)^{1/2} (y_d - y_w) \quad (6a)$$

$$(y_d - y_w \geq \frac{2}{3}(y_u - y_w))$$

$$|Q_{i,k}| = \mu_f b \sqrt{2g} \frac{2}{3} \sqrt{\frac{1}{3}} (y_u - y_w)^{3/2} \quad (6b)$$

$$(y_d - y_w < \frac{2}{3}(y_u - y_w))$$

여기서 y_u 는 y_i 와 y_k 중 큰 값이며, y_d 는 작은 값이다. μ_s 와 μ_f 는 유량계수이며, b 는 월류폭, y_w 는 횡월류 위어의 정부 표고이다. 수치해법상의 문제로서 월류흐름의 방향이 바뀌는 순간 y_u 와 y_d 의 값이 갈아짐에 따라 발산하는 방지하기 위하여 y_u 와 y_d 의 차가 매우 작을 경우 Eq. (6a)는 선형화된 식으로 대체된다(전경수, 1996).

2.4 수치해법

각 절점 및 수로에 대한 지배방정식이 비선형이므로 계산망 전체적으로는 비선형 연립방정식을 이룬다. 따라서 각 계산점에서의 매시각 수위 및 유량은 Newton-Raphson 방법에 의하여 계산된다. Newton-Raphson 방법의 적용에 따른, 보정량에 관한 선형 연립방정식에 대해서는 폐합형 network에 대한 double-sweep 알고리즘에 의한 해석이 가능하다. Newton-Raphson 방법에 의한 1회 반복계산은 Newton-Raphson 보정량방정식의 계수산정, 수로에 대한 forward sweep, 절점 수위보정

치의 계산(matrix double-sweep) 및 수로에 대한 return sweep 등 크게 네 단계로 구성된다. 이들 각 단계에 관한 상세한 내용은 Cunge (1975) 및 Holly *et al.* (1990)에 기술되어 있다.

3. 모형의 적용

3.1 대상 하천구간 및 사용자료

모형의 적용 대상구간은 임진강에서 계획 중인 군남 홍수조절지부터 한강 합류 지점까지의 구간이며, 이 구간에 대하여 모형을 구성하였다. 계산모형의 구성을 나타내는 모식도는 Fig. 3과 같다. 모형의 상류단은 군남 홍수조절지이며 유입지천으로는 사천, 문산천, 사미천 및 한탄강 등 4개의 지천이 포함된다. 학곡, 석장 1, 석장 2, 주월, 마정 1 및 마정 2 등 임진강 치수계획 시에 검토된 6개의 강변저류지를 모형에 포함하였다. 따라서 계산모형은 18개의 절점과 17개의 수로로 구성되며, 본류 계산점 간의 평균간격은 약 265 m이다. 하천 단면자료로는 2001년 임진강 하천정비 기본계획(서울지방 국토관리청, 2001) 상의 하천측량 자료를 사용하였다. 각 저류지의 용량에 관계된 자료로서 표고(y)별 수표면적

(S)은 Table 2에 나타낸 바와 같다. 이 값들은 모형에 입력되어 수위에 따른 수표면적의 값(Eq. (3) 참조)을 선형보간에 의하여 구하는 데 사용된다.

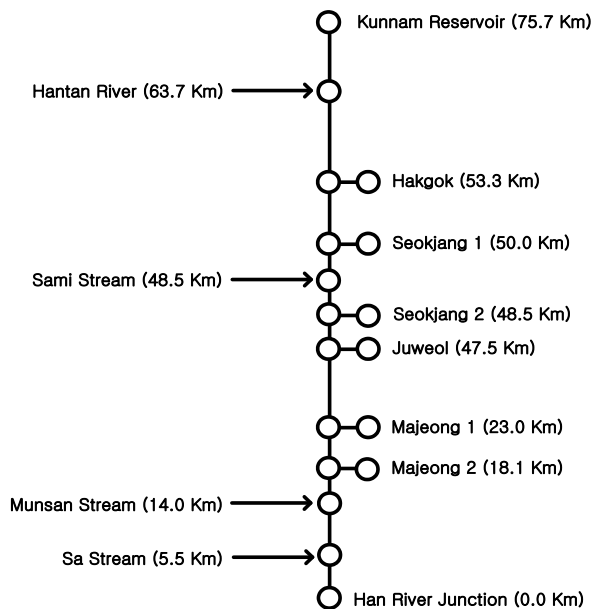


Fig. 3. Schematic Representation of the Model for the Imjin River

Table 2. Tabular Values for Water Surface Area at Various Levels

Hakgok		Seokjang 1		Seokjang 2		Juweol		Majeong 1		Majeong 2	
y	S	y	S	y	S	y	S	y	S	y	S
11.60	6602	8.70	5522	6.55	52893	11.70	13266	6.70	28535	5.50	161744
12.00	6602	9.00	5522	7.00	52893	12.00	13266	7.00	28535	6.00	161744
13.00	20791	10.00	14025	8.00	57474	13.00	39066	8.00	745589	7.00	335379
14.00	57916	11.00	32177	9.00	63535	14.00	113849	9.00	999911	11.28	335379
15.00	99087	12.00	268130	10.00	98528	15.00	264212	10.00	1088492		
16.00	187896	13.00	562176	11.00	177448	16.00	424984	11.00	1231451		
17.00	278305	14.00	832488	12.00	349364	17.00	594215	12.00	1293071		
18.00	385217	15.00	1043605	13.00	494116	18.00	702784	13.00	1337373		
19.00	534513	16.00	1186904	14.00	561239	19.00	832512				
20.00	642759	17.00	1428949	15.00	619812	20.00	907189				
21.00	728006	18.00	1513837	16.00	663272	21.00	1014545				
22.00	767334	19.00	1737333	17.00	714087	21.47	1049811				
23.00	776339	20.00	1784872	18.00	746656						
				19.00	787731						
				20.00	806048						
				21.00	827167						

Table 3. Crest Elevations of the Side Weirs for Various Design Alternatives

	Hakgok	Seokjang 1	Seokjang 2	Juweol	Majeong 1	Majeong 2
No overflow	21.70	21.00	20.50	20.00	12.75	11.50
A	21.20	20.50	20.00	19.50	12.25	11.00
B	20.70	20.00	19.50	19.00	11.75	10.50
C	20.20	19.50	19.00	18.50	11.25	10.00
D	19.70	19.00	18.50	18.00	10.75	9.50
E	19.20	18.50	18.00	17.50	10.25	9.00

100년 빈도 설계홍수를 대상으로(양형재 등, 2006) 계산모형을 적용하여 모의계산을 수행하였다. 상류단 경계 조건으로는 100년 빈도 홍수에 대한 군남 홍수조절지 방류량을, 하류단 경계조건으로는 한강 합류점의 100년 빈도 계획홍수위 값을 각각 사용하였다. 지천 유입량 또한 각 지천유역의 100년 빈도 홍수유출 수문곡선을 부여하였다. 우선 100년 빈도 설계홍수에 대하여 강변저류지가 없는 경우에 대하여 조도계수 $n=0.028$ 을 적용하여 하천 부정류 흐름계산을 수행하였으며, 그 결과로부터 강변저류지 계획 하도지점의 최대수위를 산정하였다.

강변저류지 횡월류 위어 폭은 200 m로 고정하고, 위어 정부표고를 설계변수로 취하였으며, 5개의 설계안(Table 3의 설계안 A, B, C, D, E)에 대하여 준 2차원 하도-홍수터 결합모형을 적용, 홍수조절 효과를 분석하였다. Table 3에서 'No overflow'는 조도계수 0.028인 경우 저류지로 월류가 발생하지 않게 되는 횡월류 위어의 정부표고의 최소값을 나타낸 것이며, 설계안 A, B, C, D, E는 각각 이보다 정부표고를 0.50, 1.0, 1.5, 2.0 및 2.5 m씩 낮춘 경우에 해당된다.

3.2 월류유량계수에 대한 민감도 분석

하도로부터 저류지로의 흐름 및 저류지로부터 하도로의 흐름은 직사각형 위어를 월류하는 횡월류 흐름의 형태를 갖는다. 직사각형 위어(Swamee, 1988) 및 다양한 형태의 횡월류 위어(송재우 등, 2007)에 대한 유량계수에 대해서는 많은 연구가 수행되어 왔다. 횡월류 위어에 대한 유량계수는 위어의 형상뿐만 아니라 흐름조건에 따라 다양하게 변한다. 유량계수자체에 대한 상세한 검토는 논외로 하고, 여기서는 유량계수의 변화가 강변저류지의 홍수조절 효과에 어느 정도의 영향을 미칠 수 있는가에 대한 개략적인 민감도를 살펴보기로 한다.

Fig. 4에 나타낸 바와 같은 사각형 위어에 대한 유량계수 μ_s 와 μ_r (식 (6a) 및 (6b) 참조)는 위어의 정부길이(L)와 상류면 및 하류면 경사(m_1 및 m_2)에 따라 달라진

다. 위어면의 경사 m_1 과 m_2 가 영이고, h/L 이 0.5 미만이면 유량계수는 약 0.910의 값을 갖는다. 횡월류 위어의 유량계수는 하도 흐름조건에 따라 변화하나 이보다는 작은 값을 갖는다. 본 연구에서는 횡월류 위어의 유량계수로 0.910 또는 0.455를 적용하는 각 경우에 대하여 설계안 C에 따른(Table 2 참조) 모의계산을 수행하였다. Table 4는 각각의 유량계수를 적용하여 계산된 학곡, 석장 1, 석장 2, 주월, 마정 1, 마정 2 등 6개 강변저류지 계획지점 및 문산 지점에서의 하도 침투유량 및 침투수위를 함께 나타낸 것이다. Table 4(a)에 정리된 침투유량의 경우를 살펴보면, 유량계수가 반으로 감소하더라도 그에 따른 변화율은 대부분 1% 이내이며, 특히 하류로 갈수록 더욱 작아지는 것을 알 수 있다. 최대수위의 경우도 마찬가지로 경향을(Table 4(b) 참조) 보이고 있는데, 하류부의 문산 지점의 경우에는 유량계수에 따른 최대수위의 변화가 매우 미미한 것으로 나타나고 있다.

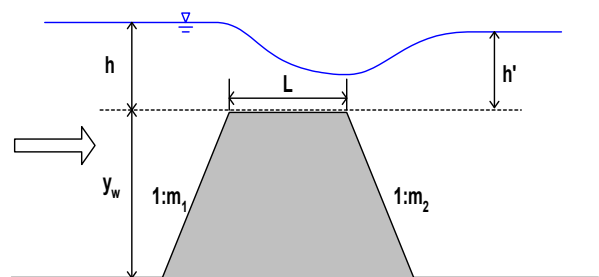


Fig. 4. Definition Sketch of Weir Overflow

Fig. 5는 각 유량계수를 적용하여 계산된 마정 2 강변저류지 계획지점 하도 및 저류지 흐름조건을 비교하여 도시한 것이다. Fig. 5(a) and 5(b)에 각각 나타낸 저류지로의 월류유량과 저류지 수위를 살펴보면, 하도로부터 저류지로의 초기 월류흐름은 자유월류형 흐름으로서 유량계수가 클수록 동일한 수위에서 월류유량이 커지므로 월류가 발생하는 초기에는 유량이 상대적으로

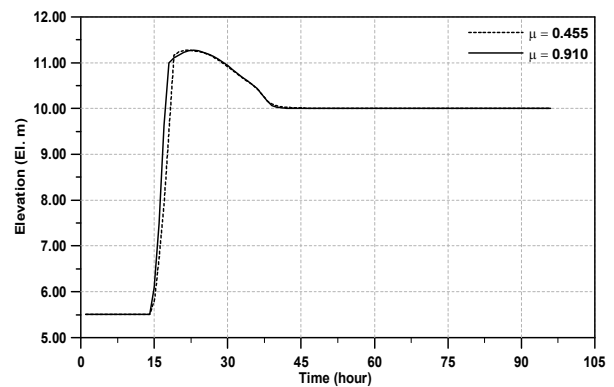
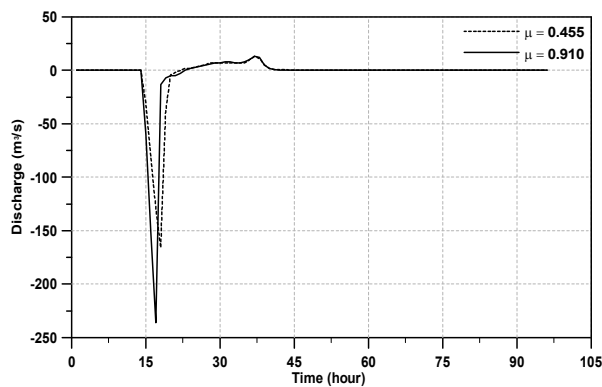
Table 4. Sensitivities of Peak Discharge and Stage to Weir Discharge Coefficient

(a) Peak discharge

Location	(1) Peak discharge ($\mu=0.910$, m ³ /s)	(2) Peak discharge ($\mu=0.455$, m ³ /s)	(1)-(2) (m ³ /s)	$\frac{(1)-(2)}{(1)} * 100$ (%)
Hakgok	16,259	16,138	121	0.74
Seokjang 1	15,872	15,898	-26	-0.16
Seokjang 2	16,787	16,996	-209	-1.25
Juweol	16,654	16,803	-149	-0.89
Majeong 1	16,530	16,475	55	0.33
Majeong 2	16,503	16,474	29	0.18
Munsan	16,900	16,905	-5	-0.03

(b) Peak stage

Location	(1) Peak stage ($\mu=0.910$, El. m)	(2) Peak stage ($\mu=0.455$, El. m)	(1)-(2) (m)
Hakgok	21.39	21.45	-0.06
Seokjang 1	20.62	20.69	-0.07
Seokjang 2	20.15	20.22	-0.07
Juweol	19.62	19.67	-0.05
Majeong 1	12.49	12.49	0.00
Majeong 2	11.27	11.28	-0.01
Munsan	10.64	10.64	0.00



(a) Discharge from the storage pocket to the channel

(b) Water surface elevation of the storage pocket

Fig. 5. Sensitivities to Discharge Coefficient of Discharge and Stage Hydrographs at Majeong 2

가 빠르게 증가한다. 이에 따라 저류지의 수위가 유량계수가 작은 경우에 비하여 신속히 증가하게 되며, 저류지의 수위가 어느 정도 증가한 후의 흐름은 수중위어형 흐름으로서 하도와의 수위차가 감소함에 따라 월류량이 감소하게 된다. 즉, 유량계수가 큰 경우에는 초기의 월

류량 증가와 이후의 감소가 모두 신속하게 발생하나, 저류지와 하도의 수위가 같아진 후부터의 거동은 유량계수가 작은 경우와 거의 차이가 없으므로 홍수조절 효과는 유량계수에 관계없이 거의 일정한 것으로 나타나고 있다(Table 4 참조).

3.3 강변저류지 홍수조절효과 분석

조도계수의 불확실성을 감안하여 설계홍수에 대하여 조도계수를 0.0238, 0.0252, 0.0280, 0.0308, 0.0336 등으로 다양하게 변화시켜 가며, 각 경우에 대한 강변저류지 설계안들(Table 3 참조)의 조절효과를 모의하였다. 또한 유역유출 수문곡선이 설계홍수의 경우와 전혀 다른 형태를 갖는, 1996년 및 1999년 홍수에 대하여 조절효과를 모의하였다.

Tables 5 and 6은 각각 설계안 A와 E에 대한(Table 3 참조) 모의결과로서 강변저류지가 위치한 하도지점들에서의 최대유량 및 최대수위의 감소량을 나타내고 있다. 유량의 감소효과는 하류로 갈수록 누적되어 증가하는 반면, 수위의 감소효과는 줄어드는 것을 볼 수 있다. 이는 하류 측으로 갈수록 배수영향을 크게 받기 때문인데, 이는 수계 상류의 강변저류지가 홍수위를 저감시키는데 있어서 상대적으로 효과적일 수 있음을 나타

내는 결과라 하겠다. 설계홍수에 대한 홍수조절 효과를 살펴보면 횡월류 위어의 정부표고가 가장 높은 설계안 A는 조도계수가 0.0336인 경우에 대한 효과가 가장 큰 반면, 조도계수가 0.0238이나 0.0252인 경우에는 효과가 전혀 없는 것으로 나타나고 있다. 이는 조도계수가 0.0252 이하의 경우에는 강변저류지 지점 하도의 최대수위가 횡월류 위어의 정부표고보다 낮게 되어 저류지로서의 월류가 전혀 발생하지 않기 때문이다. 한편 횡월류 위어의 정부표고가 가장 낮은 설계안 E의 경우에는 조도계수가 0.0252일 때의 효과가 가장 크고, 이보다 증가하면 할수록 효과가 감소함을 알 수 있다. 이는 조도계수가 클수록 하도의 수위가 높아지고 그에 따라 하도로부터 저류지로의 월류가 일찍 시작되어 하도의 수위가 최대가 되었을 때의 여유 용량이 줄어들기 때문이다. 이와 같은 결과는 하도에 적용되는 조도계수에 따라 최적의 설계안이 상당히 달라질 수 있음을 시사하고 있다.

Table 5. Performance of Design Alternative A

(a) Peak discharge reduction (m³/s)

		Hakgok	Seokjang 1	Seokjang 2	Juweol	Majeong 1	Majeong 2
Design Flood	n=0.0238	0	0	0	0	0	0
	n=0.0252	0	0	0	0	0	0
	n=0.0280	47	122	189	247	278	363
	n=0.0308	203	417	617	827	892	892
	n=0.0336	-8	436	882	892	1108	1083
	Average	48	163	282	393	380	390
1996 Flood		83	505	538	543	600	642
1999 Flood		34	277	525	737	864	852

(b) Percent reduction peak discharge (%)

		Hakgok	Seokjang 1	Seokjang 2	Juweol	Majeong 1	Majeong 2
Design Flood	n=0.0238	0	0	0	0	0	0
	n=0.0252	0	0	0	0	0	0
	n=0.0280	0.3	0.7	1.1	1.4	1.6	2.1
	n=0.0308	1.3	2.6	3.5	4.7	5.1	5.2
	n=0.0336	-0.1	2.7	5.0	5.1	6.4	6.3
	Average	0.3	1.2	1.9	2.2	2.6	2.7
1996 Flood		0.4	2.2	2.3	2.3	2.6	2.8
1999 Flood		0.2	1.5	2.7	3.9	4.5	4.5

(c) Peak stage reduction

	Hakgok	Seokjang 1	Seokjang 2	Juweol	Majeong 1	Majeong 2
n = 0.0238	0	0	0	0	0	0
n = 0.0252	0	0	0	0	0	0
n = 0.0280	0.07	0.08	0.08	0.09	0.07	0.07
n = 0.0308	0.26	0.33	0.33	0.33	0.23	0.21
n = 0.0336	0.37	0.42	0.41	0.39	0.29	0.27
Average	0.14	0.17	0.16	0.16	0.12	0.11
1996 Flood	0.20	0.20	0.20	0.19	0.13	0.12
1999 Flood	0.21	0.27	0.28	0.27	0.20	0.18

Table 6. Performance of Design Alternative E

(a) Peak discharge reduction (m³/s)

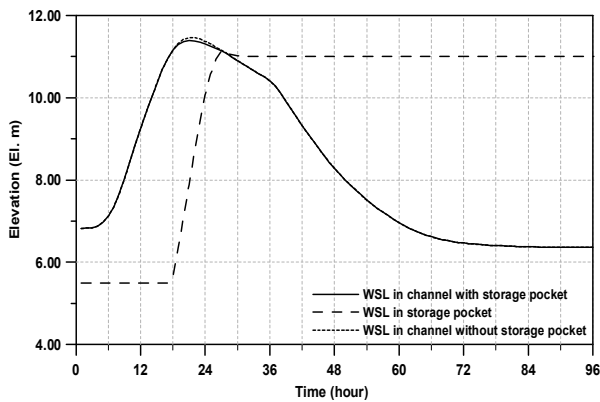
	Hakgok	Seokjang 1	Seokjang 2	Juweol	Majeong 1	Majeong 2
n = 0.0238	64	317	598	646	663	632
n = 0.0252	29	439	702	715	704	682
n = 0.0280	7	438	521	528	500	508
n = 0.0308	109	284	354	384	387	389
n = 0.0336	131	248	314	344	364	341
Average	68	288	415	523	437	426
1996 Flood	88	170	209	217	227	253
1999 Flood	68	107	143	165	188	199

(b) Percent reduction peak discharge (%)

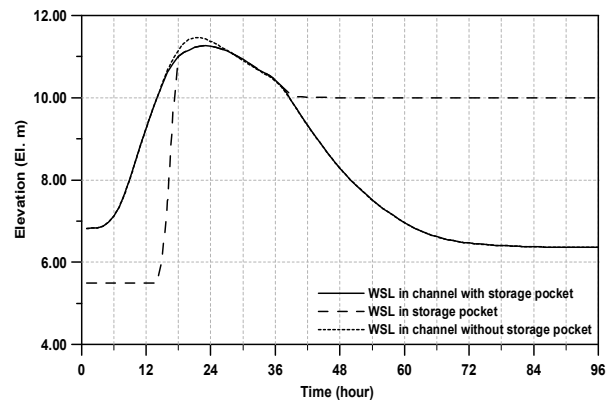
	Hakgok	Seokjang 1	Seokjang 2	Juweol	Majeong 1	Majeong 2
n = 0.0238	0.4	1.9	3.4	3.7	3.8	3.6
n = 0.0252	0.2	2.7	4.0	4.1	4.0	3.9
n = 0.0280	0.0	2.7	3.0	3.0	2.9	2.9
n = 0.0308	0.7	1.7	2.0	2.2	2.2	2.3
n = 0.0336	0.8	1.5	1.8	2.0	2.1	2.0
Average	0.4	2.1	2.8	3.0	3.0	2.9
1996 Flood	0.4	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1
1999 Flood	0.4	0.6	0.7	0.9	1.0	1.0

(c) Peak stage reduction (m)

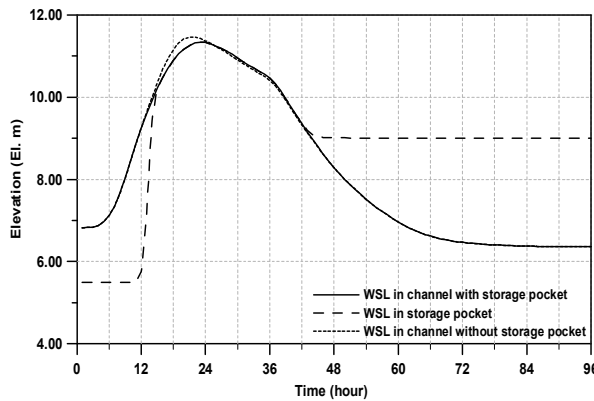
	Hakgok	Seokjang 1	Seokjang 2	Juweol	Majeong 1	Majeong 2
n = 0.0238	0.26	0.28	0.27	0.24	0.14	0.13
n = 0.0252	0.27	0.31	0.29	0.27	0.15	0.14
n = 0.0280	0.21	0.21	0.20	0.20	0.13	0.12
n = 0.0308	0.16	0.17	0.16	0.15	0.10	0.10
n = 0.0336	0.16	0.16	0.15	0.14	0.10	0.10
Average	0.21	0.23	0.21	0.20	0.12	0.12
1996 Flood	0.07	0.08	0.08	0.08	0.05	0.04
1999 Flood	0.07	0.07	0.06	0.06	0.04	0.05



(a) Design alternatives A ($y_w = \text{El. } 11.0 \text{ m}$)



(b) Design alternatives C ($y_w = \text{El. } 10.0 \text{ m}$)



(c) Design alternatives E ($y_w = \text{El. } 9.0 \text{ m}$)

Fig. 6. Stage Hydrographs at Majeong 2 Simulated for Design Alternatives A, C, and E

Fig. 6은 설계안 A, C 및 E에 대하여 조도계수 0.028을 적용하여 계산된 마정 2 지점 하도 및 저류지에서의 수위 수문곡선을 강변저류지가 존재하지 않을 경우의 하도 수위 수문곡선과 함께 나타낸 것이다. Fig. 7은 각 설계안에 대한 하도의 유량 수문곡선을 나타내고 있다.

홍월류 위어의 정부표고가 가장 높은 설계안 A의 경우, 저류지로의 월류가 늦게 시작되어 저류지 수위는 하도 침투유량 발생 후에 최대에 이르게 된다. 반면 정부표고가 가장 낮은 설계안 E의 경우에는 수위 상승 초기부터 월류가 발생하여 하도 수위가 최대에 이르기 전에

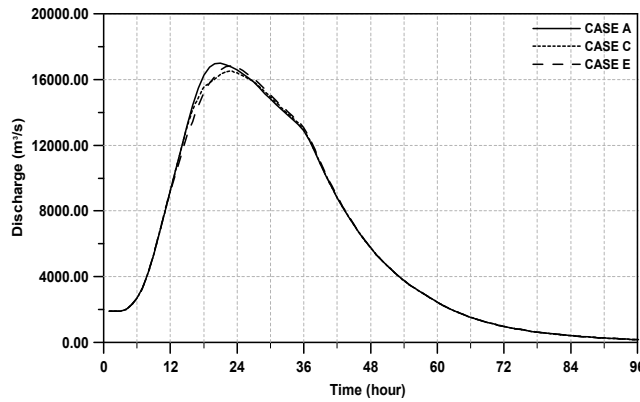


Fig. 7. Channel Discharge at Majeong 2 Simulated for Design Alternatives A, C, and E

저류지 수위가 이미 하도 수위와 같게 된다. 저류지 수위가 하도 수위와 같아진 후에도 저류지로의 월류는 하도 수위가 최대에 이를 때까지 계속되므로, 저류지가 없을 경우보다는 하도 수위가 낮아지게 된다. 설계안 C에 대한 수위 변화는 전체적으로 설계안 E의 경우와 유사하나 E의 경우보다는 하도수위가 더 상승한 후부터 저류가 시작되어 최대수위 발생시점에서의 가용 저류용량이 커지므로 하도수위 저감 효과가 큰 것으로 나타나고 있다(Table 7 참조).

Table 7은 각 설계안에 대하여 모의된 문산 지점(문산천 합류 직후) 수위 및 유량 저감효과를 나타낸 것이다. 평균적으로 0.11-0.13 m의 수위저감 효과와 470-600 m³/s의 유량저감 효과를 보이고 있으나, 적용된 조도계수에 따른 민감도가 매우 크며, 특히 설계안 A의

경우에는 수위저감 효과의 범위가 0-0.26 m, 유량저감 효과가 0-1109 m³/s로 조도계수 값에 따라 크게 달라짐을 나타내고 있다. 각 설계안 별로 조도계수에 따른 최대 수위 및 유량 감소량의 평균치와 변동폭 및 상대적 변동폭을 구하여 Table 7에 제시하였다. 수위 및 유량 감소량의 상대적 변동폭은 각각의 변동폭을 평균치로 나누어 무차원화한 것으로서 이 값이 클수록 조도계수에 따른 홍수조절 효과의 변동성, 즉 불확실성이 크게 된다. 최대수위 감소량의 상대적 변동폭을 살펴보면 설계안 A의 경우가 가장 크고, B, C, D, E의 순으로 크게 나타나고 있으며, 최대유량의 경우에도 유사한 양상을 보이고 있다. 즉, 월류 위어의 정부표고가 높을수록 조도계수에 따른 홍수조절 효과의 불확실성이 커지는 것을 알 수 있다.

Table 7. Flood Control Effect at Munsan of Various Design Alternatives

(a) Peak stage reduction (m)

	A	B	C	D	E
n = 0.0238	0.00	0.01	0.04	0.10	0.13
n = 0.0252	0.00	0.04	0.11	0.13	0.14
n = 0.0280	0.07	0.18	0.19	0.17	0.11
n = 0.0308	0.21	0.23	0.17	0.13	0.11
n = 0.0336	0.26	0.20	0.14	0.12	0.10
Average	0.11	0.13	0.13	0.13	0.12
Range	0.26	0.22	0.15	0.07	0.04
Range/Average	2.36	1.69	1.15	0.54	0.33
1996 Flood	0.12	0.08	0.06	0.05	0.04
1999 Flood	0.17	0.15	0.08	0.06	0.04

(b) Peak discharge reduction (m³/s)

	A	B	C	D	E
n = 0.0238	0	95	244	496	653
n = 0.0252	0	215	561	680	680
n = 0.0280	342	836	874	770	551
n = 0.0308	900	960	729	532	415
n = 0.0336	1109	787	596	474	393
Average	470.2	578.6	600.8	590.4	538.4
Range	1109	865	630	296	287
Range/Average	2.36	1.49	1.05	0.50	0.53
1996 Flood	587	411	323	256	216
1999 Flood	856	741	435	276	204

조도계수 0.0336을 적용한 경우에는 설계안 A, 0.0308의 경우에는 설계안 B, 0.0280의 경우에는 설계안 C, 0.0238 또는 0.0252를 적용한 경우에는 설계안 E가 가장 큰 홍수조절 효과를 나타내고 있다. 즉, 적용되는 조도계수에 따라 가장 양호한 홍수저감 효과를 보이는 설계안이 달라짐을 알 수 있다. 본 연구에서 적용된 조도계수 값의 범위는 0.028에서 20% 이내로 증가 또는 감소시킨 경우에 대한 것으로서 이러한 정도의 불확실성은 실제 하천에 대한 모델링 시에 흔히 발생할 수 있다. 따라서 강변저류지의 설계를 위해서는 조도계수의 적절한 추정과정이 선행되어야 함은 물론이고, 추정된 조도계수의 불확실성을 감안하여 횡월류 위어의 정부표고를 결정하기 위한 방법의 개발이 필요할 것으로 판단된다.

1996년 및 1999년 홍수에 대해서는 조도계수 0.0280으로 하여 모의계산을 수행하였다. 최대유량 및 최대수위의 감소량은 설계홍수에 대하여 동일한 조도계수를 적용하여 계산된 결과와 비교하여 설계안 A의 경우를 제외하고는 전반적으로 상당히 작게 나타나고 있다. 1999년 홍수는 문산 지점 최대유량 규모로 볼 때 약 110년 빈도의 홍수에 해당하여 설계홍수와 큰 차이가 없다. 이와 같이 유사한 규모의 홍수에 대하여 동일한 조도계수를 적용했음에도 불구하고 홍수조절 효과가 큰 차이를 보이는 것은 유량 및 수위 수문곡선이 상이하기 때문이다. 홍수시 하도 수위 및 유량변화는 유역 유출에 따라 좌우되며, 유역유출은 강우의 시간적, 공간적 분포에 따라 결정된다. 실제 호우사상에 대한 강

우의 시간적, 공간적 분포가 설계강우의 경우와 다르기 때문에 설계강우를 적용한 경우와는 홍수저감 효과가 다르게 나타날 수밖에 없다. 따라서 강변저류지의 설계에 있어서 특정한 설계강우에 따른 설계홍수만을 대상으로 하기보다는, 다양한 유형의 홍수를 고려할 필요가 있다.

4. 결 론

횡월류식 강변저류지를 포함하는 하천수계의 흐름 모의를 위한 준2차원 부정류 계산모형을 수립하였다. 수립된 모형은 횡월류 흐름에 대해서는 수량보존에 관한 연속방정식 및 월류형 수위-유량 관계식을, 하도에 대해서는 1차원 부정류에 대한 St. Venant 방정식을 각각 지배방정식으로 하여 흐름을 모의하는 폐합형 계산 모형이다. 수립된 모형을 현재 계획 중인 군남 홍수조절지부터 한강 합류 지점까지의 임진강 구간에 대하여 적용하였다. 임진강 치수계획 시에 검토된 6개의 강변저류지를 모형에 포함하여 100년 빈도 설계홍수를 대상으로 강변저류지의 홍수조절 효과를 모의하였다. 횡월류 위어의 유량계수에 따른 홍수조절 효과의 변화를 살펴보고, 5개의 설계안에 대하여 조도계수에 따른 홍수조절 효과의 민감도를 분석하였다. 또한 1996년 및 1999년에 임진강 유역에 발생한 홍수를 대상으로 각 설계안에 따른 홍수조절 효과를 분석하였다.

유량계수에 대한 민감도 분석 결과, 유량계수가 큰 경우에는 초기의 월류량 증가와 이후의 감소가 모두 신속하게 발생하나, 저류지와 하도의 수위가 같아진 후부

터의 거동은 유량계수가 작은 경우와 거의 차이가 없으므로 홍수조절 효과는 유량계수에 관계없이 거의 일정한 것으로 나타났다. 유량의 감소효과는 하류로 갈수록 누적되어 증가하는 반면, 수위의 감소효과는 배수영향 때문에 줄어드는 것으로 나타났다. 즉, 수계 상류에 설치된 강변저류지가 홍수위를 저감시키는데 있어서 상대적으로 효과적일 수 있다.

각 설계안에 따른 홍수저감 효과는 조도계수에 따라 크게 달라지며 횡월류 위어의 정부표고가 높을수록 조도계수에 따른 홍수조절 효과의 불확실성이 커지는 것을 알 수 있었다. 적용되는 조도계수에 따라 가장 양호한 홍수저감 효과를 보이는 설계안이 달라지므로 강변저류지의 설계를 위해서는 조도계수의 적절한 추정과정이 선행되어야 함은 물론이고, 추정된 조도계수의 불확실성을 감안하여 횡월류 위어의 정부표고를 결정하기 위한 방법의 개발이 필요할 것으로 판단된다. 과거에 발생한 실제 호우사상에 대한 강변저류지의 홍수저감 효과는 설계강우를 적용한 경우와는 매우 다르게 나타났다. 따라서 강변저류지의 설계에 있어서 특정한 설계강우에 따른 설계홍수만을 대상으로 하기보다는, 다양한 유형의 홍수를 고려할 필요가 있다. 이와 같이 강변저류지의 홍수조절 효과는 여러 가지 측면에서 불확실성을 지니고 있으므로, 이러한 불확실성을 감안한 설계를 위한 기술적인 지침의 개발이 필요한 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 건설기술혁신사업(08기술혁신F01)에 의한 차세대 홍수방어 기술개발 연구단의 연구비 지원에 의해 일부 수행되었으며, 이에 사의를 표한다.

참 고 문 헌

김덕길, 경민수, 김상단, 김형수 (2008). “천변저류지 조성에 따른 수리·수문 분석.” **한국수자원학회논문집**, 제41권, 제5호, pp. 483-489.
 서울지방 국토관리청 (2001). 임진강 하천정비 기본계획 (보완).
 송재우, 박성식, 김지호 (2007). “횡월류위어의 형상에

따른 유량계수 추정.” **한국수자원학회논문집**, 제40권, 제1호, pp. 51-62.
 안태진, 강인웅, 백천우 (2008). “수문학적 홍수저감효과 기반의 천변저류지 최적위치 선정을 위한 의사결정 모형의 개발.” **한국수자원학회논문집**, 제41권, 제7호, pp. 725-735.
 양형재 등 (2006). 임진강유역 홍수대책 검증·평가 보고서. 임진강유역 홍수대책 특별위원회 검증·평가 실무위원회.
 진경수 (1996). “월류흐름을 포함한 부정류 계산모형에 관한 연구.” **한국수자원학회지**, 제29권, 제2호, pp. 153-165.
 진경수 (2006). “FLDWAV 모형을 이용한 홍수해석.” 제15회 수공학 워크샵 교재, 한국수자원학회, pp. 243-319.
 현대엔지니어링 (2005). 영산강 유역 종합 치수계획(안).
 Cunge, J.A. (1975). “Two-dimensional modeling of flood plains.” *Unsteady flow in open channels*, K. Mohmmmod and V. Yevjevich, eds., Water Resour. Publications, Fort Collins, CO, pp. 705-762.
 Cunge, J.A., Holly, F.M., Jr., and Verwey, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. Pittman.
 Holly, F.M., Yang, J.C., Schwarz, P., Schaefer, J., Hsu, S.H., and Einhellig, R. (1990). “Numerical simulation of unsteady water and sediment movement in multiply connected networks of mobile-bed channels.” *IIHR Report No. 343*, Iowa Inst. of Hydr. Res., Iowa City, Iowa.
 Liggett, J.A., and Cunge, J.A. (1975). “Numerical methods of solution of the unsteady flow equations.” *Unsteady flow in open channels*, K. Mohmmmod and V. Yevjevich, eds., Water Resour. Publications, Fort Collins, CO, pp. 89-182.
 Swamee, P.K. (1988). “Generalized rectangular weir equations.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 945-949.

논문번호: 09-134	집수: 2009.12.07
수정일자: 2009.12.22	심사완료: 2009.12.22